USŁUGI PROJEKTOWE inż. Sebastian Stanek
25- 431 KIELCE, ul. H. Sawickiej 26/99

USŁUGI PROJEKTOWE
inż. Sebastian Stanek
25-431 Kielce, H. Sawickiej 26/99
tel. 331-04-66, 0603 678687
NIP 657-178-99-52, Reg. 292399777

PROJEKT TECHNICZNY ODWODNIENIA

wykopu pod projektowaną trasę kolektora sanitarnego

w NOWEJ WSI k/Niska

Opracował:

DOKUMENTATOR
mgr inż. Czesław Stanek
nr upr. OUG 080819. 050980

mgr inż. Czesław Stanek
Upr. Geol. 050980

inż. Sebastian Stanek
Stanek

K i e l c e, sierpień 2003 rok

SPIS TREŚCI

1. Cel i zakres opracowania ..... str. 2

2. Charakterystyka terenu projektowanych prac ..... str. 2

2.1. Położenie geograficzne, morfologia i hydrografia ..... str. 2
2.2. Budowa geologiczna ..... str. 4
2.3. Warunki hydrogeologiczne ..... str. 5

3. Obliczenia hydrogeologiczne odwodnienia projektowanych wykopów ..... str. 6

3.1. Założenia ogólne do obliczeń ..... str. 7
3.2. Wzory zastosowane w obliczeniach hydrogeologicznych odwodnienia ..... str. 7
3.3. Odwodnienie wykopów pod przepompownie P7, P8 i P9 ..... str. 9
3.4. Odwodnień wykopów pod kolektor i studzienki kanalizacyjne ..... str. 16

4. Ocena uzyskanych wyników obliczeń ..... str. 22

5. Rozwiązania techniczne ..... str. 23

5.1. Dobór igłofiltrów i agregatów pompowych ..... str. 23

6. Odprowadzanie wody ..... str. 25

7. Wnioski i zalecenia ..... str. 26

SPIS ZAŁĄCZNIKÓW

zał. 1. Mapa orientacyjna w skali 1: 10 000

zał. 2. Założenia konstrukcyjne przepompowni P 7 (3 a), P 8 (3 b) i P 9 (3 c), skala 1 : 100

zał. 3. Schematy odwodnienia wykopów pod przepompownię P 7 (4 a), P 8 (4 b) i P 9 (4 c) w skali 1 : 100

zał. 4. Schemat obliczeniowy odwodnienia wykopów w skali 1 : 50

zał. 5. Profile odwodnienia wykopów w skali 1: 500 / 1:100

1. CEL I ZAKRES OPRACOWANIA

Celem niniejszego opracowania jest określenie warunków technicznych odwodnienia wykopów pod projektowaną kanalizację sanitarną w miejscowości Nowa Wieś k/Niska, w części obejmującej grawitacyjny kolektor główny KS ϕ 200; grawitacyjne kolektory boczne ϕ 200 : KS -19, KS -19.1., KS - 20, KS - 22, KS - 23, KS - 24 i KS - 25 oraz kolektory tłoczne ϕ 200 i ϕ 110 z przepompowniami P 7, P 8 i P 9.

Podstawą formalną opracowania projektu odwodnienia jest Zlecenie Zarządu Miasta Nisko, natomiast podstawę techniczną stanowią dokumentacje :

1. Projekt Techniczny kanalizacji sanitarnej dla Racławic, Woliny, Nowej Wsi - gmina Nisko - oprac. przez Zakład Projektowo Technologiczny HSW w Stalowej Woli w grudniu 1995r;

2. Zmiany do w/w Projektu, uwzględnione na etapie wydania decyzji o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu (Dec.Nr PPB.7331-41/03 z dnia 07.07.2003);

3. Opinia geotechniczna uproszczona dla potrzeb budowy przepompowni w Racławicach, Wolinie, Nowej Wsi i Nisku, gmina Nisko - opracowana przez Zakład Usług Geologicznych mgr Jerzy Gałuszka z Rzeszowa w listopadzie1995 r

oraz ogólnodostępne publikacje z zakresu hydrogeologii i dynamiki wód podziemnych, tj. :

- „Poradnik hydrogeologa" - praca zbiorowa pod red. Stanisława Turka. Wydawnictwa Geologiczne - W-wa, 1971;
- „Hydrogeologia ogólna" - Zdzisław Pazdro. Wydawnictwa Geologiczne - W-wa, 1977;
- „Hydrogeologia inżynierska" - Artur Wieczysty. Państwowe Wydawnictwo Naukowe - W-wa, 1982;
- „Dynamika wód podziemnych" - Andrzej Szczepański. Wydawnictwa Geologiczne - W-wa, 1977;

Opracowanie niniejsze obejmuje techniczny problem odwodnienia na czas budowy wykopów pod przepompownie : P 7, P 8 i P 9, kanały tłoczne oraz kanały grawitacyjne ϕ 200 : główny KS oraz boczne ϕ 200 : KS -19, KS -19.1., KS - 20, KS - 22, KS - 23, KS - 24 i KS - 25 wraz z przyłączami i uzbrojeniem tj. studzienki kanalizacyjne.

2. CHARAKTERYSTYKA TERENU BADAŃ

2.1 Położenie geograficzne, morfologia i hydrografia

Miejscowość Nowa Wieś jest położona na północ od drogi Nisko - Jarosław (ok. 700 m od drogi) i na południowy wschód od miasta Nisko, ca 3 km od jego centrum. Projektowany kolektor sanitarny obejmuje praktycznie całość tej miejscowości.

Projektowany kolektor sanitarny, dla odwodnienia wykopów którego opracowano niniejszy PT odwodnienia, pokazano na mapie w skali 1:10 000 - zał. 1.

Pod względem morfologicznym rozpatrywany teren jest położony w dolinie rzeki San, w obrębie jej starorzeczy. Rzędne terenu rozpatrywanych odcinków kanału sanitarnego wahają się w granicach 157,3 - 161,9 m n.p.m.

2.2. Budowa geologiczna

Pod względem geologicznym badany teren położony jest w obrębie północnej części dużej jednostki geologicznej zwanej Zapadliskiem Przedkarpackim. Podłoże Zapadliska budują utwory kambryjskie, stanowiące przedłużenie strukturalne Gór Świętokrzyskich. Zapadlisko wypełnione jest osadami trzecio - i czwartorzędowymi.

Utwory trzeciorzędowe wykształcone są w partiach stropowych głównie w postaci iłów oraz iłołupków miocenu, tworzących serię tzw. "iłów krakowieckich" o znacznej miąższości, przekraczającej na dokumentowanym obszarze 100 m. Strop tych utworów w obrębie omawianego terenu wg dokumentacji [3] występuje na głębokości kilkunastu metrów.

Bezpośrednio na utworach trzeciorzędowych zalegają ***osady czwartorzędu***, wykształcone w postaci piasków. W stropowych partiach podłoża występują plejstoceńskie piaski drobne do głębokości 5,2 m. Piaski o wyższej granulacji - średnie, grube i ewentualnie żwiry występują na większych głębokościach. W otworze nr 3 (przepompownia P6 zlokalizowana w rejonie starorzecza Sanu) stwierdzono holoceńskie osady rzeczno - zastoiskowe, wykształcone w postaci piasków próchniczych i namułów piaszczystych o łącznej miąższości 1,3 m.
Całość przykrywa cienka warstwa gleby.

Budowę geologiczną podłoża w rejonie rozpatrywanych fragmentów projektowanego kolektora można scharakteryzować na podstawie wyników wiercenia otworów, wykonanych w ramach dokumentacji geologicznej [3], których profile są następujące :

<u>otw. nr 1</u> (przepompownia P 8)

rzędna terenu - 158,2 m n.p.m.

0,0 - 0,3	gleba
0,0 - 0,7	pył piaszczysty, próchniczy, brązowy
0,7 - 1,3	piasek drobny, c. żółty
1,3 - 5,0	piasek drobny, przewarstwiany pyłem, brązowy

zwierciadło wody : nawiercone i ustalone na głębokości 1,3 m (H_w = 156,9 m n.p.m.)

<u>otw. nr 2</u> (przepompownia P 7)

rzędna terenu - 161,5 m n.p.m.

0,0 - 0,3	gleba
0,3 - 3,6	piasek pylasty, żółty
3,6 - 5,0	piasek drobny, biały

zwierciadło wody : nawiercone i ustalone na głębokości 4,2 m (H_w = 157,3 m n.p.m.)

Lokalizacja przepompowni i otworów badawczych wykonanych pod te obiekty pokazano na mapie w skali 1:10 000 - zał. 1.

2.3. Warunki hydrogeologiczne

Na badanym terenie występuje jeden zasadniczy poziom wodonośny mający znaczenie gospodarcze, w obrębie piaszczysto-żwirowych osadów czwartorzędu. Generalnie jest to poziom o zwierciadle swobodnym a jedynie lokalnie zwierciadło ma charakter napięty w przypadku wystąpienia w nadkładzie warstw słabo przepuszczalnych.

Zasilanie czwartorzędowego poziomu wodonośnego odbywa się drogą bezpośredniej infiltracji wód opadowych, stąd też głębokość występowania zwierciadła podlega wahaniom sezonowym, w zależności od pory roku i ilości opadów.

Położenie zwierciadła wody w obrębie rozpatrywanego terenu określić można na podstawie głębokości wody w otworach badawczych [3], która wynosiła od 1,3 m do 4,2 m, co odpowiada rzędnym od 156,9 do 157,3 m n.p.m.

Z uwagi na zmienną konfigurację terenu, położenie części rozpatrywanego terenu w obrębie obniżonych powierzchni starorzeczy oraz jednostkowe dane o głębokości występowania wody przeprowadzono interpolację zwierciadła w oparciu o przedstawione powyżej pomiary w otworach badawczych przy założeniu zgodności obrazu zwierciadła wody z morfologią terenu. Określone w ten sposób zwierciadło wody naniesiono na profile projektowanych kolektorów - zał. 5.

Wg dokumentacji geologicznej [3] wiercenia badawcze prowadzone były w okresie średniego stanu wód, stąd można spodziewać się wahań zwierciadła zarówno w dół jak i w górę o 1,0 m.

Poza przyjęciem poziomu występowania zwierciadła wody istotnym parametrem niezbędnym do wykonania obliczeń odwodnienia jest określenie wartości współczynnika filtracji „k" odwadnianych warstw gruntu.

Jak wynika z profilu otworów badawczych wykonanych na rozpatrywanym terenie odwadniana będzie przede wszystkim warstwa zbudowana z piasków drobnych. W dokumentacji [3] nie określono granulacji piasków wystepujących w profilach otworów badawczych. Stąd do obliczeń można przyjąć orientacyjne wartości współczynnika filtracji.

Orientacyjne wartości współczynnika filtracji „k", podawane w literaturze specjalistycznej, wynoszą :

<u>wg Wieczystego („Hydrogeologia inżynierska")</u>

- piaski drobne : od 2,16 do 8,64 m/ dobę
- piaski średnie : od 8,64 do 25,06 m/ dobę

<u>wg „Poradnika hydrogeologa"</u>

- piaski drobnoziarniste : $k_{min} = 1$, $k_{śr} = 5$, $k_{max} = 10$ m/d.
- piaski gruboziarniste : $k_{min} = 10$, $k_{śr} = 12$, $k_{max} = 15$ m/d.

Współczynnik filtracji obliczony na podstawie próbnych pompowań studni z rejonu miasta Nisko wynosi k = 19 - 20 m/d, lecz dotyczy on spągowych odcinków czwartorzędu, wykształconych jako piaski grube ze żwirami.

Biorąc pod uwagę orientacyjne wartości współczynnika filtracji „k" podane w literaturze specjalistycznej oraz fakt, że w przypadku wykopów liniowych odwadniana będzie stropowa część warstwy wodonośnej (depresja w projektowanych systemach odwodnienia w większości nie przekroczy wartości s = 2,5 m), zbudowana z piasków drobnych z prawdopodobną domieszką frakcji pylastej,

przyjmuje się do obliczeń wykopów liniowych wartość **k = 5 m/d**, tj. określoną jako średnia orientacyjna wartość dla piasków średnich wg Wieczystego oraz wg „Poradnika hydrogeologa".

Z kolei dla odwodnienia wykopów pod przepompownie, gdzie wymagane obniżenie zwierciadła w wykopie sięga 5,0 m, przyjęto wartość współczynnika filtracji : **k = 8 m/d**, zbliżoną do max. wartości „k" dla piasków drobnych oraz min. wartości „k" dla piasków średnich.

3. OBLICZENIA HYDROGEOLOGICZNE ODWODNIENIA PROJEKTOWANYCH WYKOPÓW

Niniejszy projekt techniczny odwodnienia obejmuje, zgodnie ze zleceniem, projektowaną kanalizację sanitarną w miejscowości Nowa Wieś k/Niska. Przebieg tej kanalizacji pokazano na mapie orientacyjnej - zał. 1.

Odwodnienia wymagać będą wykopy pod przepompownie P 7, P 8 i P 9 oraz część wykopów pod kolektor i studzienki kanalizacyjne.

Z interpolacji zwierciadła wody na omawianym terenie, przeprowadzonej w oparciu o wyniki pomiarów wody w otworach badawczych (poziom zwierciadła naniesiono na profilach odwodnienia wykopów - zał. 5) wynika, że odwodnienie wykopów pod kolektor i studzienki kanalizacyjne będzie konieczne w odniesieniu do :

1. Kolektora głównego ϕ 200 na całej prawie długości : od przepompowni P 6 poprzez przepompownie P 7, P 8 i P 9 do studzienki S 45;
2. Kolektorów bocznych ϕ 200 obejmującego następujące odcinki projektowanego KS :

- KS -19 : na prawie całej długości od przepompowni P 7 do studzienki S 11, długości l = 563 mb;
- KS -19.1. : na odcinku od studzienki S 7 na kanale głównym do studzienki S 6, długości l = 323 mb;
- KS - 20 : na odcinku od studzienki S 20 na kanale głównym do studzienki S 1, długości l = 35 mb;
- KS - 22 : cały odcinek długości l = 159 mb wymaga odwodnienia;
- KS - 23 : cały odcinek długości l = 51 mb wymaga odwodnienia;
- KS - 24 : cały odcinek długości l = 277 mb wymaga odwodnienia;
- KS - 25 : na odcinku od studzienki S 34 na kanale głównym do studzienki S 1, długości l = 48 mb;

Nie wymagają odwodnienia wykopy pod kolektory boczne ϕ 200 : KS -17 i KS -18 oraz kolektory tłoczne, których projektowane rzędne dna kanału będą prawdopodobnie położone powyżej zwierciadła wody.

Prawidłowo zaprojektowany system odwodnienia powinien spełniać następujące warunki :

- całkowite odwodnienie wykopów do planowanej głębokości przy możliwie najniższych kosztach;
- bezkolizyjne działanie systemu odwodnienia w odniesieniu do robót ziemnych i montażowych;
- ograniczenie do niezbędnego minimum ilości pompowanej wody, co z jednej strony pozwala na zmniejszenie kosztów a z drugiej umożliwia uniknięcie uzyskania dodatkowych uzgodnień formalnych, tj. pozwolenie wodnoprawne.

3.1. Założenia ogólne do obliczeń odwodnienia

warunki gruntowo - wodne

1. Swobodne zwierciadło wody
2. Współczynnik filtracji k = 5,0 m/d (8 m/d dla warstw zawodnionych w głębszych partiach)
3. Ruch ustalony
4. Rzędna zwierciadła wody : zgodnie z interpolacją zwierciadła, przedstawioną na profilach KS (zał. 5)

warunki wykonawstwa wykopów (zgodnie z P.T. kanalizacji)

5. Wykopy wąskoprzestrzenne w części nawodnionej o szerokości :

   - 1,0 m pod kolektor;
   - max 2,8 m pod studzienki kanalizacyjne;
   - poszerzone o 0,8 m w odniesieniu do rozmiarów fundamentów pod przepompownie

6. Głębokość dna studzienek kanalizacyjnych - max 0,4 m poniżej dna kolektora (dla studzienek betonowych ϕ 1200)
7. Grubość podsypki piaskowej pod kolektorem i studzienkami - 10 cm; pod fundamentami przepompowni - 20 cm

3.2. Wzory zastosowane w obliczeniach hydrogeologicznych odwodnienia

1. Wzór Dupuit'a na dopływ wody do studni

$$Q = 1{,}36K\frac{(2H_\alpha - s)s}{\lg R - \lg r} \times b$$

2. Zasięg oddziaływania studni (promień leja depresji)

$$R = 2s\sqrt{kH} \qquad \text{k - m/dobę}$$

3. Depresja w punkcie (A), położonym w dowolnym miejscu w obrębie oddziaływania studni współdziałających :

$$S_A = H_\alpha - \sqrt{H_\alpha^{\,2} - \frac{Q}{1{,}36K}(\lg R - \lg X)}$$

4. Wzór Romanowa na wydatek pojedynczej studni działającej w zespole liniowym

$$q = 1{,}36K\frac{(2H - s)s}{\lg\frac{d}{2\pi r} + \frac{2{,}73R_1R_2}{d(R_1 + R_2)}}$$

5. Depresja w punkcie (A), położonym w dowolnej odległości (x) od liniowego zespołu studni

$$S_A = s\left(1 - \frac{X}{R}\right)\alpha_1$$

gdzie: $$\alpha_1 = \frac{1}{1 + \frac{d}{R} 0{,}733 \lg \frac{d}{2r}}$$

6. Depresja w połowie odległości między studniami ciągu liniowego:

$$S_C = s\left(1 - 0{,}22 \frac{d}{\frac{R_1 + R_2}{2}}\right)\alpha_2$$

gdzie: $$\alpha_2 = \frac{1}{1 + \frac{d}{R_1 + R_2} 0{,}733 \lg \frac{d}{2r}}$$

7. Dopływ jednostkowy (na 1m długości) do rowu niedogłębionego wg Giryńskiego

$$q = K \frac{H^2 - h^2}{2R + 0{,}733 \lg \frac{h}{b} + 0{,}077}$$

8. Depresja w punkcie (A) położonym w obrębie oddziaływania rowu w odległości (X) od rowu

$$S_A = H - \sqrt{h^2 + \frac{2q}{K} X}$$

9. Dopuszczalna jednostkowa przepustowość filtra (na 1m długości)

$$q_{dop} = \pi d V_{dop}$$

gdzie: d - średnica studni (sączka)
V_{dop} - dopuszczalna prędkość wlotowa wody do studni (sączka) wg Abramowa:

$$V_{dop} = 65\sqrt[3]{K}$$ V_{dop}, K - m/dobę

Oznaczenia użyte we wzorach :

Q [m^3/d], [m^3/h] - wydajność studni (zespołu igłofiltrów)
q - wydajność jednostkowa (pojedynczego igłofiltra w zespole)
K - współczynnik filtracji [m/d]

H_α - wysokość statycznego zwierciadła wody lub wysokość statycznego zwierciadła wody nad zastępczą podstawą, określoną wg Zamarina z zależności $\frac{s}{s+l}$ (l - długość czynnej części filtra)

h_α - wysokość dynamicznego zwierciadła wody nad podstawą warstwy wodonośnej (h = H-s)
s - depresja w studni (depresja przy sączku)
d - odległość między sączkami w ciągu (w zespole igłofiltrów)
r - promień studni (sączka); r = 0,016 (ϕ 32) lub r = 0,025 (ϕ 50)
b - poprawka na studnię niezupełną
X - promień zastępczy „wielkiej studni"
b - szerokość rowu (równa średnicy igłofiltra, tj. d = 2 r = 0,032 m lub 2 r = 0,05 m)

3. 3. Odwodnienie wykopów pod przepompownie P 7, P 8 i P 9

Wielkość dopływu do wykopów oszacowano wstępnie metodą „wielkiej studni" dla rozmiarów przepompowni, przedstawionych w założeniach konstrukcyjnych - zał. 2 a-c i rozmiarów wykopu przy odwodnieniu powierzchniowym : F = 3,6 x 3,6 m (przepompownia P 7) oraz F = 3 x 3 m (przepompownia P 8 i P 9), głębokości posadowienia fundamentu wraz z warstwą chudego betonu (H = 150,0 dla P 7, H = 153,18 dla P 8 i H = 153,68 dla P 9) oraz przyjętych rzędnych zwierciadła wody (155,5 m n.p.m. dla P 7, 156,9 dla P 8 oraz 157,0 dla P 9) - zgodnie ze schematami odwodnienia przepompowni - zał. 3 a-c

Obliczenia przeprowadzono dla danych :

- współczynnik filtracji k = 8 m/ d
- obniżenie statycznego zwierciadła wody w wykopie (depresja) :

  dla P 7 s_o = 155,5 - 150,0 = 5,5 m,
  dla P 8 s_o = 156,9 - 153,18 = 3,72 m; tj. s = 3,7 m
  dla P 9 s_o = 157,0 - 153,68 = 3,32 m; tj. s = 3,3 m

- strefa zawodniona w wykopie H - głębsza o 1,0 m od wykopu (depresji s_o) strefa do posadowienia pompy pozwalającej na odwodnienie wykopu
- miąższość warstwy wodonośnej (wysokość słupa wody nad zastępczą podstawą) H_α = 12,03 m (P7), H_α = 8,70 m (P 8) i H_α = 7,96 m (P 9), określone z zależności Zamarina dla depresji s_o

Obliczenia wykonano wzorem Dupuit'a metodą „wielkiej studni":

$$Q = 1{,}36K\frac{(2H - s_o)s_o}{\lg R - \lg r_o}$$

dla promienia zastępczego r_o, obliczonego wg wzoru :

$$r_o = \sqrt{\frac{F}{\pi}}$$

zasięg leja depresji odwodnienia określono wg wzoru [2]

stąd :

dla obliczonych (odpowiednio dla P 7, P 8 i P 9) wartości :

r_o = 2,03 - 1,69 - 1,69 m
R = 109,9 - 63,4 - 54,4 m

przy wymaganej depresji w środku wykopu : s_o = 5,5 - 3,7 - 3,3 m oraz przy współczynniku filtracji k = 8 m/d ilość wody niezbędna do odpompowania dla odwodnienia wykopu wynosi :

dla **P 7** **Q = 641 m^3/d = 26,7 m^3/h**

dla **P 8** **Q = 350 m^3/d = 14,6 m^3/h**

dla **P 9** **Q = 301 m^3/d = 12,5 m^3/h**

Z uwagi na niewielkie rozmiary wykopów rozpatrzono drenaż przy użyciu igłofiltrów. Założono igłofiltry ϕ 50 o długości l = 1,0 m. Obliczenia przepustowości przeprowadzono wg wzoru :

$$q_{dop} = \Pi \, d \, l \, v_{dop}$$

gdzie :

l - długość sączka l = 1,0 m
d – średnica sączka d = 50 mm
v_{dop} – dopuszczalna prędkość wlotowa wody do sączka, obliczona wg wzoru Abramowa [7]

stąd :

dla k = 8 m/d

$$q_{dop} = 20{,}4 \ m^3/d$$

Jak wynika z obliczeń ilości wody koniecznej do odpompowania dla odwodnienia wykopu, prawidłowa praca systemu igłofiltrów wymaga wpłukania sączków w ilości minimum 32 szt. (P 7), 18 szt. (P 8) i 15 szt. (P 9) natomiast przy obwodzie wykopu 14,4 m (P 7) i 12,0 m (P 8 i P 9) oraz położeniu sączków w odległości 0,5 m od krawędzi wykopu możliwe jest użycie do odwodnienia igłofiltrów w ilości odpowiednio n = 18 - 16 - 16 szt., co spełniło by ten warunek tylko w odniesieniu do przepompowni P 9.

Biorąc jednak pod uwagę fakt, że zastosowanie odwodnienia wykopu o tak niewielkich rozmiarach za pomocą studni depresyjnych byłoby kosztowniejsze i wiązało by się z większą ilością pompowanej wody a ponadto wymagałoby załatwienia spraw formalnych, związanych m.in. z uzyskaniem pozwolenia wodnoprawnego, przeanalizowano wykonanie drenażu wykopu pod przepompownie P 7 i P 8 przy użyciu igłofiltrów w 2-ch rzędach, odległych od siebie o 1,0 m : I - dla wstępnego obniżenia zwierciadła oraz II - dla uzyskania końcowej, wymaganej depresji. Natomiast dla przepompowni P 9 założono odwodnienie wykopu przy zastosowaniu układu igłofiltrów w I rzędzie.

Dane ogólne

współczynnik filtracji $k = 8$ m/d
wymiary sączków :
długość $l = 1{,}0$ m
średnica $\phi = 50$ ($r = 0{,}025$ m)

wydajność dopuszczalna pojedynczego sączka
o w/w rozmiarach dla przyjętej wartości „k"
(przepustowość)

$$q_{dop} = 20{,}4\ m^3/d = 0{,}85\ m^3/h$$

Przepompownia **P 7**

Obliczenia dla I-go rzędu igłofiltrów

Założono dwa ciągi igłofiltrów o długości L = 6,0 m każdy, rozmieszczone wzdłuż osi kanału, w odległości ca 1,5 m od krawędzi wykopu pod przepompownię celem odwodnienia stropu warstwy wodonośnej miąższości 3,0 m. Stąd odległość między ciągami l = 6,5 m.
Odstęp między sączkami d = 1 m

Dla przyjętych danych oraz powierzchni układu odwodnieniowego F = 39 m^2 (6 x 6,5 m) obliczono wielkość dopływu metodą „wielkiej studni", przy założeniu depresji $s_{01} = 3{,}0$ m.
Obliczona ilość pompowanej wody wyniosła :

$$Q = 325\ m^3/d.$$

Stąd dla odpompowania takiej ilości wody przy użyciu igłofiltrów o w/w parametrach potrzeba :

$$n = 325 : 20{,}4 = 16 \text{ szt}$$

Założono n = **18** sztuk.
Igłofiltry rozmieszczono w ilościach po 7 szt w każdym ciągu, w odstępie d = 1,0 m (zał. 3 a) oraz dodatkowo 4 szt. na przedłużeniu wykopu, w odl. 1,0 m od ścian.

Dla tak założonego systemu wstępnego odwodnienia wykopu pod przepompownię przeprowadzono symulację pracy igłofiltrów, traktując je jako studnie współdziałające, pompowane z jednakową wydajnością. W efekcie uzyskano następujące rezultaty :

1. Sumaryczna wydajność układu - $Q = 336\ m^3/d$
2. Wydajność pojedynczego igłofiltra - $q = 18{,}7\ m^3/d$
3. Depresja jednostkowa - $s = 0{,}9$ m
   (określona dla pracy pojedynczego igłofiltra z w/w wydatkiem, bez współdziałania)

Następnie, uwzględniając powyższe wyniki, dokonano obliczeń depresji zwierciadła dla charakterystycznych punktów wykopu przy pracy wszystkich igłofiltrów. Obliczenia przeprowadzono metodą Forchheimera wg wzoru [3], dla którego promień zastępczy X określa wzór :

$$\lg X = \lg (x_1\ x_2 \ldots x_n)^{1/n}$$

gdzie :

$x_1, x_2, \ldots x_n$ - odległości poszczególnych sączków od punktu obliczeniowego

Wyniki obliczeń depresji są następujące :

1. Depresja w środku wykopu

$$s = 3{,}45 \text{ m}$$

2. Depresja w środku ściany wykopu

$$s = 3{,}33 \text{ m}$$

Stąd wynika, że założony system igłofiltrów spowodował planowane obniżenie zwierciadła.

Obliczenia dla II-go rzędu igłofiltrów

Przeprowadzono wg schematu identycznego, jak dla I-go rzędu

Założono dwa ciągi igłofiltrów o długości L = 5,0 m każdy, rozmieszczone wzdłuż osi kanału, w odległości ca 0,5 m od krawędzi wykopu pod przepompownię celem odwodnienia warstwy wodonośnej miąższości 2,5 m (poniżej już osuszonej 3 -metrowej warstwy gruntu). Stąd odległość między ciągami l = 4,5 m.

Dla przyjętych danych oraz powierzchni układu odwodnieniowego F = 22,5 m^2 (4,5 x 5 m) obliczono wielkość dopływu metodą „wielkiej studni", przy założeniu depresji s_{O2} = 2,5 m.
Obliczona ilość pompowanej wody wyniosła :

$$Q = 238 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Stąd dla odpompowania takiej ilości wody przy użyciu igłofiltrów o w/w parametrach potrzeba :

$$n = 238 : 20{,}4 = 12 \text{ szt}$$

Założono n = **12** sztuk.
Igłofiltry rozmieszczono w ilościach po 6 szt w każdym ciągu, w odstępie d = 1,0 m (zał. 3 a).

Dla tak założonego systemu końcowego odwodnienia wykopu pod przepompownię przeprowadzono symulację pracy igłofiltrów, traktując je jako studnie współdziałające, pompowane z jednakową wydajnością. W efekcie uzyskano następujące rezultaty :

1. Sumaryczna wydajność układu - Q = 234 m^3 /d
2. Wydajność pojedynczego igłofiltra - q = 19,5 m^3 /d
3. Depresja jednostkowa - s = 0,82 m
   (określona dla pracy pojedynczego igłofiltra z w/w wydatkiem, bez współdziałania)

Następnie, uwzględniając powyższe wyniki, dokonano obliczeń depresji zwierciadła dla charakterystycznych punktów wykopu przy pracy wszystkich igłofiltrów. Obliczenia przeprowadzono metodą Forchheimera wg wzoru [3]

Wyniki obliczeń depresji są następujące :

1. Depresja w środku wykopu

$$s = 2,77 \text{ m}$$

2. Depresja w środku ściany wykopu

$$s = 2,56 \text{ m}$$

Stąd wynika, że założony system igłofiltrów II-go rzędu spowodował planowane obniżenie zwierciadła.

Dodatkowo, dla określenia głębokości zapłukiwania igłofiltrów, wykonano obliczenia depresji dla skrajnych sączków w zaprojektowanym układzie :

1/ położonych na końcach układu;
2/ położonych w centrum ciągów

uzyskując wyniki :

ad 1/ $s = 3,01$ m
ad 2/ $s = 3,79$ m

Uwzględniając maksymalną depresję na sączku oraz długość sączka zakłada się zapuszczanie sączków na głębokość ca 6,0 m od poziomów odniesienia (półek skalnych).

Resumując można stwierdzić, że zaprojektowany system 2-stopniowego odwadniania przy pomocy igłofiltrów rozmieszczonych w 2-ch rzędach, zapłukanych do głębokości 6,0 m od półek skalnych, wykonanych na głębokości : 1 - ca 1,0 m poniżej terenu i 2 - ca 3,0 m poniżej 1-szej półki gwarantuje planowane obniżenie zwierciadła w wykopie pod przepompownię P 7.

Przepompownia **P 8**

<u>Obliczenia dla I-go rzędu igłofiltrów</u>

Założono dwa ciągi igłofiltrów o długości L = 5,0 m każdy, rozmieszczone wzdłuż osi kanału, w odległości ca 1,5 m od krawędzi wykopu pod przepompownię celem odwodnienia stropu warstwy wodonośnej miąższości 2,0 m. Stąd odległość między ciągami l = 6,0 m.
Odstęp między sączkami d = 1 m

Dla przyjętych danych oraz powierzchni układu odwodnieniowego F = 30 m^2 (5 x 6 m) obliczono wielkość dopływu metodą „wielkiej studni", przy założeniu depresji s_{01} = 2,0 m.
Obliczona ilość pompowanej wody wyniosła :

$$Q = 196 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Stąd dla odpompowania takiej ilości wody przy użyciu igłofiltrów o w/w parametrach potrzeba :

$$n = 196 : 20,4 = 10 \text{ szt}$$

Założono n = **12** sztuk.

Igłofiltry rozmieszczono w ilościach po 6 szt w każdym ciągu, w odstępie d = 1,0 m (zał. 3 b)

Dla tak założonego systemu wstępnego odwodnienia wykopu pod przepompownię, podobnie jak w przypadku przepompowni P 4, przeprowadzono symulację pracy igłofiltrów, uzyskując wyniki :

1. Sumaryczna wydajność układu - $Q = 237\ m^3/d$
2. Wydajność pojedynczego igłofiltra - $q = 19{,}75\ m^3/d$
3. Depresja jednostkowa - $s = 0{,}9\ m$

Następnie dokonano obliczeń depresji zwierciadła dla charakterystycznych punktów wykopu przy pracy wszystkich igłofiltrów. Obliczenia przeprowadzono metodą Forchheimera wg wzoru [3].

Wyniki obliczeń :

1. Depresja w środku wykopu

$$s = 2{,}64\ m$$

2. Depresja w środku ściany wykopu

$$s = 2{,}33\ m$$

Stąd wynika, że założony system igłofiltrów spowodował planowane obniżenie zwierciadła.

Obliczenia dla II-go rzędu igłofiltrów

Przeprowadzono wg schematu identycznego, jak dla I-go rzędu

Założono dwa ciągi igłofiltrów o długości L = 4,0 m każdy, rozmieszczone wzdłuż osi kanału, w odległości ca 0,5 m od krawędzi wykopu pod przepompownię celem odwodnienia warstwy wodonośnej miąższości 1,7 m (poniżej już osuszonej 2-metrowej warstwy gruntu). Stąd odległość między ciągami l = 4,0 m.

Dla przyjętych danych oraz powierzchni układu odwodnieniowego $F = 16\ m^2$ (4 x 4 m) obliczono wielkość dopływu metodą „wielkiej studni", przy założeniu depresji $s_{O2} = 1{,}7$ m.

Obliczona ilość pompowanej wody wyniosła :

$$Q = 142\ m^3/d.$$

Stąd dla odpompowania takiej ilości wody przy użyciu igłofiltrów o w/w parametrach potrzeba :

$$n = 142 : 20{,}4 = 7\ szt$$

Założono n = **10** sztuk.
Igłofiltry rozmieszczono w ilościach po 5 szt w każdym ciągu, w odstępie d = 1,0 m (zał. 3 b).

Dla takiego systemu końcowego odwodnienia wykopu pod przepompownię przeprowadzono symulację pracy igłofiltrów (identycznie jak w przypadku P 7), uzyskując wyniki :

1. Sumaryczna wydajność układu - $Q = 168\ m^3/d$
2. Wydajność pojedynczego igłofiltra - $q = 16{,}8\ m^3/d$
3. Depresja jednostkowa - $s = 0{,}80\ m$

Następnie dokonano obliczeń depresji zwierciadła dla charakterystycznych punktów wykopu przy pracy wszystkich igłofiltrów. Obliczenia przeprowadzono metodą Forchheimera wg wzoru [3]

Wyniki obliczeń :

1. Depresja w środku wykopu

$$s = 2{,}27 \text{ m}$$

2. Depresja w środku ściany wykopu

$$s = 2{,}03 \text{ m}$$

Stąd wynika, że założony system igłofiltrów II-go rzędu spowodował planowane obniżenie zwierciadła.

Dodatkowo, dla określenia głębokości zapłukiwania igłofiltrów, wykonano obliczenia depresji dla skrajnych sączków w zaprojektowanym układzie :

1/ położonych na końcach układu;
2/ położonych w centrum ciągów

uzyskując wyniki :

ad 1/ $s = 2{,}70$ m
ad 2/ $s = 3{,}48$ m

Uwzględniając maksymalną depresję na sączku oraz długość sączka zakłada się zapuszczanie sączków na głębokość ca 6,0 m od poziomów odniesienia (półek skalnych).

Ogólnie można stwierdzić, że zaprojektowany system 2-stopniowego odwadniania przy pomocy igłofiltrów rozmieszczonych w 2-ch rzędach, zapłukanych do głębokości 5,0 m od półek skalnych, wykonanych na głębokości : 1 - 1,0 m poniżej terenu i 2 - 2,0 m poniżej 1-szej półki - gwarantuje planowane obniżenie zwierciadła w wykopie pod przepompownię P 8.

Przepompownia **P 9**

Założono dwa ciągi igłofiltrów o długości L = 5,0 m każdy, rozmieszczone wzdłuż osi kanału, w odległości ca 0,5 m od krawędzi wykopu pod przepompownię celem odwodnienia warstwy wodonośnej miąższości 3,3 m. Stąd odległość między ciągami l = 4,0 m.
Odstęp między sączkami d = 1 m

Dla przyjętych danych oraz powierzchni układu odwodnieniowego F = 20 m^2 (5 x 4 m) obliczono wielkość dopływu metodą „wielkiej studni", przy założeniu depresji $s_0 = 3{,}3$ m.
Obliczona ilość pompowanej wody wyniosła :

$$Q = 338 \text{ m}^3/\text{d}.$$

Stąd dla odpompowania takiej ilości wody przy użyciu igłofiltrów o w/w parametrach potrzeba :

$$n = 338 : 20{,}4 = 17 \text{ szt.}$$

Obliczeń dokonano dla igłofiltrów w ilości n = **16** sztuk.

Igłofiltry rozmieszczono w dwóch ciągach wzdłuż osi wykopu - po 6 szt. w każdym ciągu, w odstępie d = 1,0 m. Ponadto dodano dodatkowe sączki w ilości 4 szt., zlokalizowane pomiędzy krańcowymi sączkami ciągów, prostopadle do nich (zał. 3 b)

Dla tak założonego systemu wstępnego odwodnienia wykopu pod przepompownię, podobnie jak w przypadku pozostałych, przeprowadzono symulację pracy igłofiltrów, uzyskując wyniki :

1. Sumaryczna wydajność układu - $Q = 318\ m^3/d$
2. Wydajność pojedynczego igłofiltra - $q = 19{,}9\ m^3/d$
3. Depresja jednostkowa - $s = 0{,}8\ m$

Następnie dokonano obliczeń depresji zwierciadła dla charakterystycznych punktów wykopu przy pracy wszystkich igłofiltrów. Obliczenia przeprowadzono metodą Forchheimera wg wzoru [3].

Wyniki obliczeń :

1. Depresja w środku wykopu

$s = 3{,}86\ m$

2. Depresja w środku ściany wykopu

$s = 3{,}72\ m$

Dodatkowo, dla określenia głębokości zapłukiwania igłofiltrów, wykonano obliczenia depresji dla skrajnych sączków w zaprojektowanym układzie :

1/ położonych na końcach układu;
2/ położonych w centrum ciągów

uzyskując wyniki :

ad 1/ $s = 3{,}87\ m$
ad 2/ $s = 4{,}55\ m$

Uwzględniając maksymalną depresję na sączku oraz długość sączka zakłada się zapuszczanie sączków na głębokość ca 6,0 m od półki skalnej, wykonanej na głębokości 1,0 m poniżej terenu.

Stąd wynika, że założony system igłofiltrów spowodował planowane obniżenie zwierciadła.

3.4. Odwodnienie wykopów pod kolektor i studzienki kanalizacyjne

Zgodnie z podanymi warunkami prawidłowego zaprojektowania systemu odwodnienia przy założonych warunkach gruntowo-wodnych oraz warunkach wykonawstwa wykopów za optymalne uznano odwodnienie wykopów ciągiem igłofiltrów, zlokalizowanych z jednej strony wykopu w odl. ca 0,5 m od jego brzegu. w rozstawie sączków d = 1 m. Stąd ogólna liczba igłofiltrów zależna jest wprost od długości odwadnianych odcinków wykopów.

Z uwagi na zmienną głębokość położenia kanału przy jednocześnie dość zmiennym ukształtowaniu tak powierzchni terenu jak i zwierciadła wody założono jednakową głębokość zapłukiwania sączków w odniesieniu do projektowanej głębokości dna kanału.. Głębokość tą określono uwzględniając zagłębienie wykopów i wyinterpolowaną głębokość zwierciadła wody oraz odległość ciągu igłofiltrów od najdalej położonego punktu obliczeniowego, która wynosi x = 3,3 m dla studzienek kanalizacyjnych

ϕ 1200 oraz x = 1,5 m dla ciągów liniowych (zgodnie ze schematem obliczeniowym odwodnienia - zał. 4)

Odwodnienie studzienek kanalizacyjnych, posadowionych ca 0,4 m poniżej dna kanału, proponuje się przeprowadzić w systemie jednostronnych ciągów liniowych, przy zapłukaniu sączków na głębokość większą o 0,5 m w porównaniu do głębokości wpłukania sączków odwadniających wykop pod kolektory. Zarówno w odniesieniu do samych ciągów liniowych jak i wykopów pod studzienki przyjęto minimalny odstęp między sączkami d = 1 m z uwagi na założone jednostronne odwadnianie wykopów oraz uśrednione parametry hydrogeologiczne odwadnianych warstw.

Dane do obliczeń :

stałe
k = 5 m/d
r = 0,016 m
l = 0,50 m
d = 1,0 m
q_{dop} = 5,6 m^3/d (dla k = 5 m/d i l = 0,5 m - wg wzoru [9])
$R_1 = R_2 = R$
x = 3,3 m - odległość sączka od przeciwległego brzegu wykopu pod studzienki
x = 1,5 m - odległość sączka od przeciwległego brzegu wykopu pod kolektor

Odwodnienie wykopów pod studzienki kanalizacyjne

Odwodnienie igłofiltrami rozmieszczonymi w ciągu liniowym o długości L = 7 m w rozstawie d = 1,0 m. Dla najniżej położonej studzienki - S 31 na kanale bocznym ϕ 200 KS - 19 (rzędna dna kanału 152,12) rzędna wykopu po uwzględnieniu 10 cm podsypki wyniesie ca 151,62 m n.p.m. Stąd przy rzędnej zwierciadła wody 155,5 m depresja oczekiwana powinna wynieść s_o = 4,0 m (zakładane osuszenie gruntu 10 cm poniżej dna studzienki).

Przy zadanej głębokości zapłukiwania sączków (1,5 m poniżej dna kanału), założonej długości sączka l = 0,5 m oraz głębokości zalegania zwierciadła wody (155,5 m n.p.m.) maksymalna depresja, jaką można wytworzyć na sączku wyniesie s_s = 4,4 m.

stąd :

s_s = 4,4 m
H = 9,3 m określona wg Zamarina z zależności s / s+l

Obliczenia prowadzono wg wzoru Romanowa [4] metodą kolejnych przybliżeń - zmienne R [2]

wyniki obliczeń :

- wydajność pojedynczego sączka :

$$q = 5{,}1\ m^3/d = 0{,}21\ m^3/h$$

- zasięg leja depresji od ciągu igłofiltrów

$$R = 60{,}0\ m$$

- depresja w punkcie „x" wykopu, najbardziej oddalonego od linii igłofiltrów, liczona wzorem [5] :

$$s_x = 4{,}08 \text{ m}$$

- wymagana depresja dla najdalej położonego odcinka wykopu $s_o = 4{,}0$ m

- depresja w połowie odległości (d/2) między igłofiltrami, liczona wzorem [6] :

$$s_c = 4{,}34 \text{ m}$$

Ilość sączków :

Ilość sączków związana jest z długością linii ciągu oraz odległością (d) między sączkami. Przy d = 1 dla linii rozwinięcia L = 7 m ilość sączków wynosi n = 8.

Ilość wody pompowana przez sączki dla odwodnienia wykopu pod pojedynczą studzienkę kanalizacyjną :

$$Q = n \times q = 8 \text{ szt.} \times 5{,}1 \text{ m}^3/\text{d} = \mathbf{40{,}8\ m^3/d = 1{,}70\ m^3/h}$$

<u>sprawdzenie wyników obliczeń</u> :

dopływ jednostkowy (na 1 m długości) do rowu niedogłębionego wg Giryńskiego [7] dla wymienionych danych, przy założeniu szerokości rowu równego średnicy igłofiltra (b = d = 0,032 m) wyniesie :

$$q = 5{,}14 \text{ m}^3/\text{d}$$

stąd :

$$Q = 36{,}0 \text{ m}^3/\text{d}$$

natomiast depresja w odległości x = 3,3 od rowu zgodnie ze wzorem [8] :

$$s_x = 4{,}07 \text{ m}$$

co potwierdza prawidłowość obliczeń wykonanych wzorem Romanowa [4]

Dla studzienek z innych kolektorów, których wykopy będą odwadniane, wyniki powyższych obliczeń były następujące (obliczenia wykonywano dla studzienek położonych najniżej) :

<u>Kanał główny ϕ 200 :</u>

<u>Studzienka S 1</u>	<u>Studzienka S 18</u>	<u>Studzienka S 31</u>
$s_o = 2{,}0$ m	$s_o = 2{,}1$ m	$s_o = 2{,}80$ m
$s_s = 2{,}40$ m $s_x = 2{,}0$ m	$s_s = 2{,}50$ m $s_x = 2{,}1$ m	$s_s = 3{,}20$ m $s_x = 2{,}84$ m
$q = 3{,}9\ m^3/d = 0{,}16\ m^3/h$	$q = 4{,}0\ m^3/d = 0{,}17\ m^3/h$	$q = 4{,}5\ m^3/d = 0{,}19\ m^3/h$

Studzienka S 35

s_o = 2,65 m
s_s = 3,10 m
s_x = 2,73 m
q = 4,4 m^3/d = 0,18 m^3/h

KS - 19.1.	KS -20	KS - 22
s_o = 2,6 m	s_o = 1,1 m	s_o = 2,20 m
s_s = 3,0 m s_x = 2,63 m	s_s = 1,60 m s_x = 1,14 m	s_s = 2,60 m s_x = 2,20 m
q = 4,4 m^3/d = 0,18 m^3/h	q = 3,3 m^3/d = 0,14 m^3/h	q = 4,0 m^3/d = 0,17 m^3/h

KS - 23	KS -24	KS - 25
s_o = 1,55 m	s_o = 2,35 m	s_o = 0,80 m
s_s = 2,0 m s_x = 1,57 m	s_s = 2,80 m s_x = 2,42 m	s_s = 1,30 m s_x = 0,80 m
q = 3,6 m^3/d = 0,15 m^3/h	q = 4,1 m^3/d = 0,17 m^3/h	q = 3,0 m^3/d = 0,13 m^3/h

gdzie :

s_o - oczekiwana depresja
s_s - depresja na igłofiltrze (sączku)
s_x - depresja w wykopie w punkcie najbardziej oddalonym od ciągu igłofiltrów
q - wydajność pojedynczego igłofiltra (sączka)

Odwodnienie wykopów pod kolektory

Odwodnienie igłofiltrami rozmieszczonymi w ciągu liniowym w rozstawie d = 1,0 m. Dla najniżej położonej części kolektora - odcinek kanału bocznego ϕ 200 KS - 19 przy przepompowni P 7 (rzędna dna kanału 152,12) rzędna wykopu po uwzględnieniu 10 cm podsypki wyniesie ca 152,02 m n.p.m. Stąd przy rzędnej zwierciadła wody 155,5 m depresja oczekiwana powinna wynieść s_o = 3,60 m (zakładane osuszenie gruntu 10 cm poniżej dna wykopu).

Przy zadanej głębokości zapłukiwania sączków (1,0 m poniżej dna kanału), założonej długości sączka l = 0,5 m oraz głębokości zalegania zwierciadła wody (155,5 m n.p.m.) maksymalna depresja, jaką można wytworzyć na sączku wyniesie s_s = 3,9 m.

stąd :

s_s = 3,90 m
H = 8,40 m określona wg Zamarina z zależności s / s+l

Obliczenia prowadzono wg wzoru Romanowa [4] metodą kolejnych przybliżeń - zmienne R [2]

wyniki obliczeń :

- wydajność pojedynczego sączka :

$$q = 4{,}9\ m^3/d = 0{,}204\ m^3/h$$

- zasięg leja depresji od ciągu igłofiltrów

$$R = 50{,}6\ m$$

- depresja w punkcie „x" wykopu, najbardziej oddalonego od linii igłofiltrów, liczona wzorem [5] :

$$s_x = 3{,}70\ m$$

- wymagana depresja dla najdalej położonego odcinka wykopu $s = 3{,}60$ m

- depresja w połowie odległości (d/2) między igłofiltrami, liczona wzorem [6] :

$$s_c = 3{,}84\ m$$

sprawdzenie wyników obliczeń :

dopływ jednostkowy (na 1 m długości) do rowu niedogłębionego wg Giryńskiego [7] dla wymienionych danych, przy założeniu szerokości rowu równego średnicy igłofiltra (b = d = 0,032 m) wyniesie :

$$q = 4{,}90\ m^3/d$$

natomiast depresja w odległości x = 1,5 od rowu zgodnie ze wzorem [8] :

$$s_x = 3{,}74\ m$$

co potwierdza prawidłowość obliczeń wykonanych wzorem Romanowa [4]

Dla innych odcinków KS, których wykopy będą odwadniane, wyniki powyższych obliczeń były następujące (obliczenia wykonywano dla najniżej położonych odcinków) :

Kanał główny ϕ 200 :

Przy S 1	Przy S 18	Przy S 31
$s_o = 1{,}60$ m	$s_o = 1{,}7$ m	$s_o = 2{,}40$ m
$s_s = 1{,}90$ m	$s_s = 2{,}0$ m	$s_s = 2{,}70$ m
$s_x = 1{,}64$ m	$s_x = 1{,}74$ m	$s_x = 2{,}47$ m

$q = 3,5\ m^3/d = 0,15\ m^3/h$ $q = 3,6\ m^3/d = 0,15\ m^3/h$ $q = 4,1\ m^3/d = 0,17\ m^3/h$

Przy S 35

$s_o = 2,25$ m
$s_s = 2,60$ m
$s_x = 2,37$ m
$q = 4,0\ m^3/d = 0,17\ m^3/h$

KS - 19.1.	KS -20	KS - 22
$s_o = 2,2$ m	$s_o = 0,7$ m	$s_o = 1,80$ m
$s_s = 2,5$ m $s_x = 2,26$ m	$s_s = 1,10$ m $s_x = 0,80$ m	$s_s = 2,10$ m $s_x = 1,85$ m
$q = 4,0\ m^3/d = 0,17\ m^3/h$	$q = 2,8\ m^3/d = 0,12\ m^3/h$	$q = 3,7\ m^3/d = 0,15\ m^3/h$

KS - 23	KS -24	KS - 25
$s_o = 1,15$ m	$s_o = 1,95$ m	$s_o = 0,40$ m
$s_s = 1,5$ m $s_x = 1,22$ m	$s_s = 2,30$ m $s_x = 2,06$ m	$s_s = 0,80$ m $s_x = 0,48$ m
$q = 3,2\ m^3/d = 0,13\ m^3/h$	$q = 3,8\ m^3/d = 0,16\ m^3/h$	$q = 2,5\ m^3/d = 0,1\ m^3/h$

gdzie :

s_o - oczekiwana depresja
s_s - depresja na igłofiltrze (sączku)
s_x - depresja w wykopie w punkcie najbardziej oddalonym od ciągu igłofiltrów
q - wydajność pojedynczego igłofiltra (sączka)

Dla założonej głębokości zapłukania sączków w odniesieniu do głębokości dna kanału (1,0 m w przypadku wykopów pod kolektor oraz 1,5 m dla wykopów pod studzienki) wytworzona depresja w każdym punkcie jest wystarczająca do zupełnego odwodnienia wykopów. Stwarza to jednak pewien problem w określeniu ilości odpompowywanej wody z uwagi na różne wielkości depresji a co za tym idzie różne ilości wody odprowadzane przez pojedyncze sączki. Wykonane powyżej obliczenia dotyczą warunków maksymalnych, tj. najwyższej depresji i największej ilości odpompowywanej wody.

W związku z tym ilość pompowanej wody dla każdego z rozpatrywanych odcinków kolektora określono jako iloczyn :

$$Q = (q \times L)\ m$$

gdzie :

q - wydatek pojedynczego sączka obliczony dla najwyższej depresji zwierciadła;

L - długości kolektora;
m = 0,5 - 1 - współczynnik zmniejszający, którego wartość przyjęto w zależności od wielkości zmian miąższości słupa wody w całym profilu rozpatrywanego odcinka kolektora

4. OCENA UZYSKANYCH WYNIKÓW OBLICZEŃ

Z przedstawionych wyników obliczeń hydrogeologicznych odwodnienia wykopów liniowych (kolektor wraz ze studzienkami kanalizacyjnymi) wynika, że w takich przypadkach należy zastosować systemy igłofiltrów w jednostronnych ciągach liniowych.

Projektowane rozwiązania są optymalne dla założonych warunków hydrogeologicznych lecz system odwodnienia spełni swe zadanie również przy wyższym położeniu zwierciadła wody bądź też lokalnie lepszych parametrach hydrogeologicznych (wyższa wartość współczynnika filtracji „k"). W takim przypadku zwiększy się jedynie ilość pompowanej wody.

Graficznie wyniki obliczeń pokazane są na profilach wykopów pod poszczególne kolektory (zał. 5) oraz na schemacie obliczeniowym - zał. 4. Schemat obliczeniowy obrazuje efekt odwodnienia w punkcie wykopu wymagającego największego zdepresjonowania zwierciadła (kanał KS - 10 i studzienka S 31)

Dla odwodnienia wykopów pod przepompownie należy zastosować igłofiltry w systemie 2 - stopniowym (przepompownie P7 i P8 - zał. 3 a, b) : odwodnienie wstępne w układzie igłofiltrów zlokalizowanych w 2 ciągach wzdłuż wykopu oraz końcowe w układzie igłofiltrów zlokalizowanych po obrysie wykopu; lub w układzie 1 - stopniowym (przepompownia P 9 - zał. 3 c) igłofiltrów zlokalizowanych po obrysie wykopu.

Przedstawione wyniki obliczeń hydrogeologicznych odwodnienia potwierdzają słuszność przyjętych rozwiązań przy założonych parametrach warstwy wodonośnej, tj. położenia zwierciadła wody, który można określić jako średni poziom, oraz współczynnika filtracji. k = 5 m/d dla stropowej części w-wy wodonośnej (wykopy liniowe) oraz k = 8 m/d dla warstw zalegających głębiej (wykopy pod przepompownie)

Słuszność rozwiązań odwodnienia ciągów liniowych wg metody zasadniczej (wzór Romanowa) potwierdzają wyniki obliczeń wg wzoru sprawdzającego (wg Giryńskiego).

Z kolei obliczenia odwodnienia wykopów pod przepompownie również wykazały skuteczność zastosowania igłofiltrów dla założonych parametrów w-wy wodonośnej oraz przyjętego systemu odwadniania, czego potwierdzeniem są zbliżone wyniki obliczeń przeprowadzone metodą „wielkiej studni" oraz metodą Forchheimera.

Do odwodnienia wykopów liniowych zaleca się użyć sączków ϕ 30 o długości części czynnej l = 0,3 m. Typowa średnica przy nieco zwiększonej długości sączka w każdym przypadku pozwala na zachowanie wymaganej przepustowości a ponadto pozostawia rezerwę dla przypadku zwiększonych dopływów, spowodowanych wyższym niż zakładano poziomem zwierciadła wody lub lepszymi lokalnie warunkami hydrogeologicznymi.

Na efekt optymalnych warunków odwodnienia wykopów istotny wpływ ma również odpowiednia głębokość zapłukiwania sączków. Generalnie najlepiej byłoby zachować warunki przyjęte w obliczeniach : głębokość zapłukiwania poniżej projektowanego dna kanału h = 1,0 m dla odwodnienia kolektorów oraz h = 1,5 m dla odwodnienia studzienek kanalizacyjnych. Mniejsze głębokości zapłukiwania mogą prowadzić do niepełnego odwodnienia wykopów natomiast zdecydowanie głębsze do zwiększenia ilości pompowanej wody. Można przyjąć powyższe głębokości jako minimalne natomiast należy unikać głębszego zapłukiwania niż 0,5 m od zalecanych.

Do odwodnienia wykopów pod przepompownie zaleca się użyć sączków o maksymalnej przepustowości : o średnicy ϕ 50 i długości części czynnej l = 1,0 m.

5. ROZWIĄZANIA TECHNICZNE

5.1. Dobór igłofiltrów i agregatów pompowych

Odwodnienie całości wykopów odbywać się będzie przy użyciu igłofiltrów, rozmieszczonych w ciągach liniowych bądź w układach przestrzennych, stąd też rozwiązanie techniczne dotyczy parametrów stosowanych igłofiltrów oraz agregatów igłofiltrowych.

Najczęściej stosowane są sączki o średnicy d = 3,2 cm oraz długości l = 30 cm.

Dla odwodnienia wykopów liniowych, rozpatrywanych w niniejszym opracowaniu projektuje się zastosowanie sączków o standardowej długości lecz o zwiększonej średnicy (ϕ 50) dla pozostawienia rezerwy z uwagi na słabe rozpoznanie warunków hydrogeologicznych terenu a w związku z tym możliwość lokalnego wystąpienia odmiennych warunków hydrogeologicznych, co uzasadniono w poprzednim rozdziale. Obliczone wydajności pojedynczego sączka dla rozpatrywanych przypadków są zdecydowanie niższe od wartości dopuszczalnych.

Do odwodnienia wykopów pod przepompownie długości sączków powinny wynosić l = 1,0 m przy średnicy ϕ 50, z uwagi na konieczność odpompowania znacznej ilości wody.

Ogółem ilość igłofiltrów, niezbędnych do odwodnienia poszczególnych kolektorów wraz ze studzienkami i przyłączami wg przyjętych założeń i wykonanych obliczeń będzie równa długościom odcinków, które wymagają odwodnienia (w każdym przypadku odstęp między igłofiltrami w ciągach wynosi d = 1,0 m). Z kolei głębokość zapuszczania zależna będzie od zagłębienia kanału w stosunku do powierzchni terenu (lub do rzędnych półek skalnych w odniesieniu do wykopów pod przepompownie)

Stąd :

kanał główny na odcinkach :

P6 - S 7	L = 317 mb, tj. n = 317 szt.	w tym wszystkie do głęb. 4,0 m
P7 - S 30	L = 457 mb, tj. n = 457 szt.	w tym 570 do głęb. 4,0 m i 90 do głęb. 6,0 m
P8 - S 33	L = 105 mb, tj. n = 105 szt.	w tym 60 do głęb. 4,0 m i 45 do głęb. 6,0 m
P9 - S 46	L = 395 mb, tj. n = 395 szt.	w tym 355 do głęb. 4,0 m i 40 do głęb. 6,0 m

pozostałe kolektory :

KS - 19	L = 564 mb, tj. n = 564 szt.	w tym 225 do głęb. 4,0 m i 340 do głęb. 6,0 m
KS - 19.1.	L = 271 mb, tj. n = 271 szt.	w tym wszystkie 271 do głęb. 4,0 m
KS - 20	L = 20 mb, tj. n = 20 szt.	w tym wszystkie 20 do głęb. 4,0 m
KS - 22	L = 159 mb, tj. n = 159 szt.	w tym wszystkie 159 do głęb. 4,0 m
KS - 23	L = 51 mb, tj. n = 51 szt.	w tym wszystkie 51 do głęb. 4,0 m
KS - 24	L = 302 mb, tj. n = 302 szt.	w tym 254 do głęb. 4,0 m i 50 do głęb. 6,0 m
KS - 25	L = 48 mb, tj. n = 48 szt.	w tym wszystkie 48 do głęb. 4,0 m

RAZEM 2689 szt; w tym 2124 do głęb. 4,0 m i 565 do głęb. 6,0 m

Czyli ilość igłofiltrów wyniesie :

n = 2689 szt + 68 szt (odwodnienie pompowni) = 2757

Stąd po zaokrągleniu ogólną liczbę igłofiltrów można przyjąć w ilości

n = 2770 szt.

w tym : 2130 do głęb. 4,0 m i 640 do głęb. 6,0 m

Do pompowania igłofiltrów zakłada się użycie typowych agregatów używanych do zasilania układów igłofiltrowych - AS-78, AW-80 o parametrach :

- max wydajność wody 53 m^3/h
- max. wydajność powietrza 39 m^3/h
- podciśnienie gwarantowane 9,5 m H_2O
- max wys. podnoszenia 10 m H_2O
- max zapotrzebowanie mocy 5,5 kW

Przy określaniu ilości agregatów należy założyć wydajność pojedynczego agregatu w wysokości Q = 40 m^3/h

Ilość wody koniecznej do odpompowania celem odwodnienia wykopów pod poszczególne kolektory wg przyjętych założeń i wykonanych obliczeń wyniesie :

kanał główny na odcinkach :

P6 - S 7	(317 x 3,5 m^3/d) x 0,5	=	555 m^3/d = 23,1 m^3/h
P7 - S 30	(457 x 3,6 m^3/d) x 1	=	1 645 m^3/d = 68,6 m^3/h
P8 - S 33	(105 x 4,1 m^3/d) x 1	=	431 m^3/d = 17,9 m^3/h
P9 - S 46	(395 x 4,0 m^3/d) x 0,6	=	948 m^3/d = 39,5 m^3/h

pozostałe kolektory :

KS - 19	(564 x 4,8 m^3/d) x 0,8	=	2 166 m^3/d = 90,2 m^3/h
KS - 19.1.			
między S7 a S1	(34 x 4,0 m^3/d) x 0,7	=	95 m^3/d = 4,0 m^3/h
między S1 a S5	(237 x 2,8 m^3/d) x 0,8	=	531 m^3/d = 22,1 m^3/h
	Razem	=	626 m^3/d = 26,1 m^3/h
KS - 20	(20 x 2,8 m^3/d) x 0,5	=	28 m^3/d = 1,2 m^3/h
KS - 22	(159 x 3,7 m^3/d) x 1	=	588 m^3/d = 24,5 m^3/h
KS - 23	(51 x 3,2 m^3/d) x 0,8	=	131 m^3/d = 5,4 m^3/h
KS - 24	(302 x 3,8 m^3/d) x 0,6	=	689 m^3/d = 28,7 m^3/h
KS - 25	(48 x 2,5 m^3/d) x 1	=	120 m^3/d = 5,0 m^3/h

Przepompownie :

P 7	=	570 m^3/d = 23,8 m^3/h
P 8	=	405 m^3/d = 16,9 m^3/h
P 9	=	318 m^3/d = 13,3 m^3/h

Stąd wynika, że do odwodnienia wykopów poszczególnych kolektorów oraz przepompowni potrzeba użyć agregatów igłofiltrowych w ilości :

kanał główny :

P6 - S 7 n = 1 szt
P7 - S 30 n = 2 szt
P8 - S 33 n = 1 szt
P9 - S 46 n = 1 szt

pozostałe kolektory :

KS - 19 n = 3 szt
KS - 19.1. n = 1 szt
KS - 20 do jednego z agregatów odwadniających odcinek P7 - S 30 kolektora głównego
KS - 22 n = 1 szt do odwadniania wspólnie z KS - 23
KS - 23
KS - 24 n = 1 szt
KS - 25 do agregatu odwadniającego odcinek P8 - S 33 kolektora głównego

Przepompownie P 7, P 8 i P 9 - po 1 szt. agregatu na każdy wykop.

6. ODPROWADZANIE WODY

Pompowana woda będzie odprowadzana rurociągami do najbliższych cieków. Zakłada się osobny rurociąg dla każdego agregatu pompowego.

Długości rurociągów wyniosą :

kanał główny :

P6 - S 7 n = 1 rurociąg długości l = 30 mb
P7 - S 30 n = 2 rurociągi długości l = 60 mb każdy
P8 - S 33 n = 1 rurociąg długości l = 80 mb
P9 - S 46 n = 1 rurociąg długości l = 40 mb

pozostałe kolektory :

KS - 19 n = 3 rurociągi długości l = 60 mb każdy
KS - 19.1. n = 1 rurociąg długości l = 100 mb
KS - 20 do jednego z rurociągów odcinka P7 - S 30 kolektora głównego
KS - 22 n = 1 rurociąg długości l = 120 mb, wspólnie z KS - 23
KS - 23
KS - 24 n = 1 rurociąg długości l = 100 mb
KS - 25 do rurociągu odcinka P8 - S 33 kolektora głównego

Przepompownie : z odwadniania wykopów przepompowni woda odprowadzana będzie rurociągami długości l = 100 mb z każdego wykopu.

Odprowadzana woda nie będzie zawierała zanieczyszczeń.

W miejscu tym należy zaznaczyć, że zgodnie z Art. 122, ust. 1, pkt 8 Ustawy z dnia 18 lipca 2001 r „Prawo Wodne" (Dz. U. Nr 115, poz. 1229) na odwodnienie wykopów budowlanych wymagane jest pozwolenie wodnoprawne. Stosownie jednak do Art. 124 pkt 6 wymienionej Ustawy „pozwolenie wodnoprawne nie jest wymagane na odwadnianie obiektów lub wykopów budowlanych, jeżeli zasięg leja depresji nie wykracza poza granice terenu, którego zakład jest właścicielem".

Odwadnianie wykopów za pomocą systemów igłofiltrowych, ograniczających zasięg leja depresji do bezpośredniego otoczenia wykopów jak też wykonywanie wykopów na gruntach stanowiących własność gminy lub właścicieli zainteresowanych podłączeniem posesji do projektowanego kolektora oraz odprowadzanie pompowanej wody do cieków gminnych spełnia warunki określone w cytowanym Art. 124 Prawa Wodnego. Stąd na odwadnianie wykopów będących przedmiotem opracowania nie jest wymagane uzyskanie pozwolenia wodnoprawnego. Ponadto niniejszy projekt nie wymaga zatwierdzenia przez Starostę, co jest konieczne w przypadku projektowania odwodnień za pomocą otworów wiertniczych.

7. WNIOSKI I ZALECENIA

1. Wykonane obliczenia odwodnień wykopów pod projektowane odcinki kolektora sanitarnego oraz przepompownie w Nowej Wsi k/Niska potwierdzają słuszność przyjętych rozwiązań;

2. Wykonując odwodnienia należy przyjąć parametry dotyczące głębokości zapłukiwania sączków oraz ich rozmieszczenia (ilość i położenie względem wykopu), określone w niniejszym projekcie;

3. Zasadnicze odstępstwa od projektowanych rozwiązań odwodnienia wymagają zgody projektanta w uzgodnieniu z inwestorem;

4. Przyjęty do obliczeń poziom zwierciadła wody charakteryzuje średni poziom wód gruntowych. Przedstawiony sposób odwodnienia spełni swoją rolę również przy wyższym położeniu zwierciadła wody. Wpłynie to jedynie na zwiększenie ilości pompowanej wody a co za tym idzie ewentualne zwiększenie ilości użytych agregatów igłofiltrowych;

5. Na prowadzenie odwodnienia wykopów w sposób proponowany w niniejszym projekcie nie jest wymagane uzyskanie pozwolenia wodnoprawnego